

Revisjonshistorikk

Rev	Dato	Beskrivelse av endringen	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
00	21.08.2026	Første utgave	NO1A2A	NOJHOL	NO1B7Q
			21.08.2026	21.08.2026	21.08.2026

Sammendrag

Sweco AS er engasjert av ReMidt IKS som geoteknisk rådgiver i forbindelse med ombygging av eksisterende gjenvinningsstasjon på Orkanger i Orkland kommune. Rapporten omfatter byggetrinn 1, som gjelder avfallsanlegget sørvest på eiendommen. I dette byggetrinnet skal eksisterende støttemurer fjernes og erstattes med nye murer, og det skal etableres fylling samt nye planerte arealer for trafikk og lagring. Det presiseres at alle løsninger må detaljprosjekteres i en senere fase.

Eksisterende grunnundersøkelser viser at løsmassene i planområdet hovedsakelig består av fyllmasser i de øverste 5–6 m. Under fyllmassene er det registrert siltige og sandige masser, og dypere ned sandige masser med innslag av grus ned til om lag 30 m dybde. I ett av borepunktene på tomte er det registrert indikasjoner på sensitive, bløte masser i dybdeintervallet ca. 12,5–20 m. Tidligere undersøkelser i nærliggende områder viser tilsvarende lagdeling med sandige og grusige masser i elvebunnen.

På bakgrunn av foreliggende grunnundersøkelser og tilgjengelig kartgrunnlag kan det utelukkes at planområdet ligger innenfor et aktsomhetsområde for kvikkleireskred, i henhold til NVE veileder 1/2019. Utredningen etter prosedyren er gjennomført til og med steg 5.

Det foreligger heller ikke grunnlag for en full vurdering av lokal stabilitet i skråningen mot elva. Det må derfor utføres en mer detaljert stabilitetsvurdering i en senere fase når dybden til elvebunnen er avklart. Tiltaket med terrengoppfylling og nye laster kan medføre redusert stabilitet, og dette må dokumenteres nærmere i den videre prosjekteringen i henhold til gjeldende sikkerhetskrav.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	1
1.1	Bakgrunn	2
2	Grunnlag	5
3	Myndighetskrav	5
3.1	Regelverk og standard	5
3.2	Prosjekteringsforutsetninger	6
4	Topografi og grunnforhold	6
4.1	Topografi og kvartærgeologi	6
4.2	Tidligere grunnundersøkelser	10
4.3	Supplerende grunnundersøkelser	13
4.4	Løsmasser og berg	13
4.5	Grunnvannstand	14
5	Sikkerhet mot naturpåkjenninger	14
5.1	Områdeskredfare iht. NVE veileder 1/2019	16
5.1.1	Steg 1-3	16
5.1.2	Steg 4	17
5.1.3	Steg 5	17
5.1.4	Oppsummering og konklusjon for områdestabilitet	18
6	Materialparametere	18
7	Geotekniske vurderinger	19
7.1	Lokalstabilitet	19
7.2	Bæreevne	19
7.3	Setninger	19
7.4	Krav for fyllmasser og komprimering	20
7.5	Gravearbeider	20
8	Telefarlighetsklasse og frostsikring	21
9	Referanser	22
	Vedlegg 1: Detaljerte prosjekteringsforutsetninger	24

1 Innledning

Sweco Norge AS er engasjert av ReMidt IKS som rådgiver i forbindelse med ombygging av eksisterende gjenvinningsstasjon på Orkanger i Orkland kommune. Oversikt over planområdet er vist i figur 1, der tomte er markert med rød firkant.

Prosjektet er delt opp i tre deler med egen entreprise. Foreliggende rapport omfatter byggetrinn 1, som gjelder avfallsanlegget sørvest på eiendommen, se figur 2. Det finnes eksisterende støttemurer i saksform på tomte som skal fjernes. I byggetrinn 1 skal det etableres nye støttemurer i saksform for avfallscontainere, om lag 2 m øst for de eksisterende murene. Terrenget bak murene skal fylles opp til kote +5,4. Det nye planerte terrenget skal brukes til trafikk med varebil, lossesoner og kjøresoner. Området i midten, kalt torg, skal brukes til lagring av avfallsmasser av varierende type.

I byggetrinn 2 skal det blant annet etableres bygg for farlig avfall, etter at de eksisterende murene er fjernet på sørøstsiden, se figur 2. Nytt lagertelt etableres i byggetrinn 3 mot nord. Byggetrinn 2 og 3 skal utføres etter at byggetrinn 1 er ferdigstilt og satt i drift.

Rapporten inneholder innledende vurderinger av tiltakene i byggetrinn 1 og omhandler geotekniske forhold som er relevante for byggesaken etter plan- og bygningsloven (PBL) [1], byggt teknisk forskrift (TEK17) [2] og NVEs kvikkleireveileder 1/2019 [3]. Alle løsninger må detaljprosjekteres i detaljfasen av entreprenøren.



Figur 1: Oversiktskart viser planområde markert rød. Kilde: Norgeskart.no, hentet: 14.08.2026.



Figur 2: Situasjonsplanen viser oversikt over planlagt utvidelse i byggetrinn-1 og 2. [4]

1.1 Bakgrunn

Figur 3 viser flyfoto av planområdet fra 2021 og illustrerer situasjonen på tomten. Det finnes eksisterende støttemurer for avfallscontainere, markert med blå linje, som skal fjernes. Bygninger markert med rødt er fjernet, mens det gjenstår murvegger. Dagens terreng i driftsområde mot sør ligger på ca. kote +5,5 og er avstivet av saksmur mot vest, murveggen fra tidligere bygninger i midten og saksmur på østsiden. Kjørerampen ligger i nordvest, og terrenget faller ned til ca. kote +3,4.

Figur 4 og figur 5 viser bilder fra befaring gjennomført 19.06.2026. Bildene viser at en stor del av planområdet som skal heves mot nord, er fylt opp med steinholdige fyllmasser til en høyde som tilsvarer dagens terreng mot sør. Figur 6 viser et bilde av skråningsutslaget ved kjørerampen, der det skal etableres nye støttemurer for avfallscontainere mot nord. Dette medfører at omfanget av fylling for det nye planerte terrenget langs kjørerampen varierer og øker mot nordsiden.



Figur 3. Arealfoto av område ifra prosjekt (Melhus-Skaun-Orkland-Midtre Gauldal 2021), som viser situasjonen i 2021, eksisterende saksemur markert med blå linjer, bygninger markert i røde linjer ble fjernet [5]



Figur 4. Bilde tatt på befaring 19.06.2026 som viser situasjonen i planområde, fasade mot vest viser eksisterende betongmur, og lagrede masser over stor del av planområde i byggetrinn 1.



Figur 5. Bilde tatt på befaring 19.06.2026 som viser situasjonen i planområde, fasade mot nord-vest viser fyllmasser over tomte og område for etablering av nye murer



Figur 6. Bilde tatt på befaring 19.06.2026 som viser fyllingsskråningen for kjørerampen mot vest.

2 Grunnlag

Grunnundersøkelser i planområdet ble utført av Geo Norway AS i mai 2026 i forbindelse med planlagt tiltak på tomta [6]. I tillegg er offentlig tilgjengelige datarapporter fra NADAG for tidligere grunnundersøkelser i nærheten av planområdet benyttet. Rådgivende ingeniør Ottar Kummeneje utførte grunnundersøkelser i elva vest for tomta i forbindelse med bygging av bru over Orkla i 1975 [7]. Statens vegvesen utførte grunnundersøkelser i tomta sørøst for planområdet i 1999, i forbindelse med bygging av renseanlegg for Orkdal kommune [8].

Dybden til elvebunnen langs tomta er ikke tilgjengelig i NVEs eller Kartverkets kartgrunnlag. Det er derfor benyttet lengdeprofil fra NVE sitt flomkartleggingsarbeid fra 2005 for å få oversikt over dybden til elvebunnen [9]. Vurderingene i foreliggende rapport er basert på en deskstudie med eksisterende tilgjengelig grunnlag. Det er ikke avdekket behov for ytterligere grunnlagsdata for å kunne ferdigstille de geotekniske vurderingene for områdestabilitet iht. NVE veileder 1/2019.

Vurderingene er basert på NGUs og NVEs kartgrunnlag, topografiske kart samt tidligere og supplerende grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger utført i og nær planområdet, se listen i tabell 1.

Tabell 1: Eksisterende og gjennomførte grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger i område

Utførende	Dato	Rapport nr.	Oppdragsnavn
Geo Norway AS	06.05.2026	Dokument nr.: 26080-rig-02 revisjon: 00	havneveien 116 Datarapport – geotekniske grunnundersøkelser [6]
Norges vassdrags- og energidirektorat	Oktober 2005	Rapport nr 15/2005	Flomsonekart, delprosjekt Orkdal [9]
Statens Vegvesen	10.03.1999	Ud 821 A	Grunnundersøkelser Renseanlegg Orkdal Kommune [8]
Rådgiv. ING. Ottar Kummeneje	28.05.1975	Oppdrag nr: O.1837 - 4	Bro Orkanger Havneområde Innpressing av spuntvegg i pillar 4 [7]

3 Myndighetskrav

3.1 Regelverk og standard

Gjeldende regelverk og prosjekteringsstandarter legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner) [10]
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2025 (Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler) [11]
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger) [12]
- Byggteknisk forskrift (TEK 17) [2]
- Direktoratet for byggkvalitet. Byggesaksforskriften (SAK10), [1]

I tillegg, i den grad de er relevante, benyttes følgende veiledninger og håndbøker:

- Statens Vegvesen, «Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging,» 2025 [13].
- Statens vegvesen, «Håndbok N-V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger,» 2025 [14]

3.2 Prosjekteringsforutsetninger

Tabell 2 oppsummer anbefalte sikkerhetsprinsipper for planlagt utbygging. En utfyllende begrunnelse for klassifisering av prosjektet er gitt i Vedlegg 1.

Tabell 2. Oppsummering av valgte sikkerhetsprinsipper for tiltaket.

Sikkerhetsprinsipper	Klassifisering	Referanse til regelverk
Geoteknisk kategori	2	[11]
Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)	2	[10]
Tiltaksklasse	2	[1]
Prosjekterings- og utførelseskontroll (PKK/UKK)	2*	[10]
Seismisk klasse	II	[12]
Tiltakskategori	K4	[3]

* Utvidet kontroll i PKK2 se detalj i vedlegg 1.

4 Topografi og grunnforhold

4.1 Topografi og kvartærgeologi

Tiltaksområdet ligger ved utløpet av Orkla og er avgrenset av Havneveien og Grønørbrua mot sør og sørøst. Terrenget er generelt slakere enn 1:20, og i selve tomta og nærområdet ligger terrengnivået mellom kote +3 og +5,5. Terrengforholdene er tilsvarende i et belte på om lag 500 m på begge sider av elva.

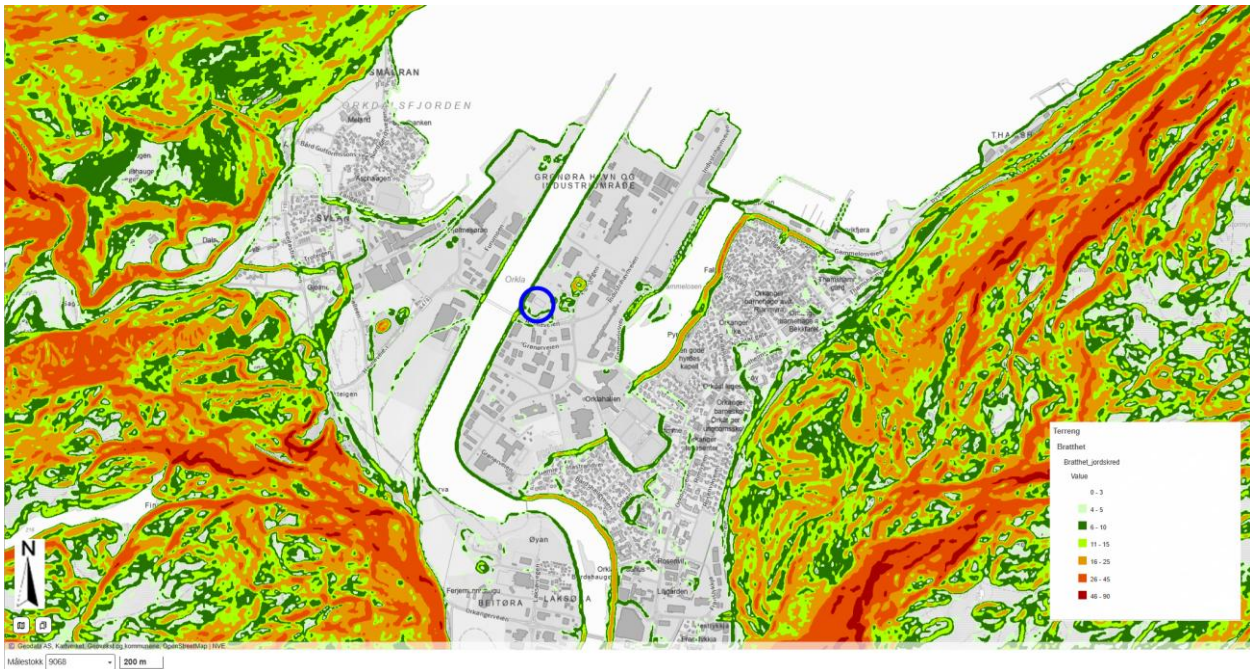
Området ligger i Orkdalen, der terrenget stiger opp til kote 400 i øst og opptil kote 500 i dalsiden mot vest, med en helning på om lag 1:4–1:6 fra dalbunnen. Figur 7 viser terrengforholdene i det undersøkte området. NVEs bratthetskart viser at terrenget i nærheten av tomta generelt har helningsgrad 0–3, med brattere partier i dalsidene.

NGUs løsmassekart indikerer at planområdet i hovedsak består av fyllmasser, og at det i sør er kartlagt bre- og elveavsetninger. Det er også kartlagt hav- og fjordavsetninger i de brattere dalsidene under marin grense, mens bart fjell er kartlagt i høyereliggende områder, slik vist i figur 8.

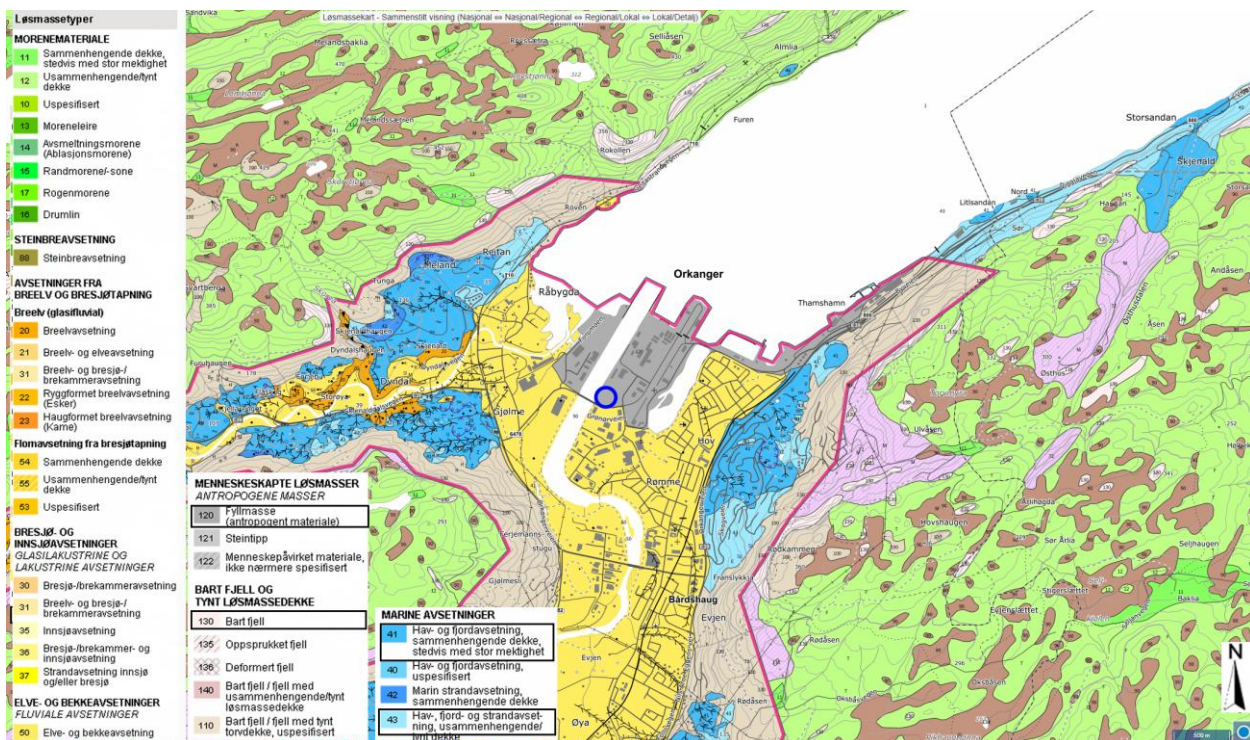
Gamle bilder av området fra perioden 1973–1979 viser at deler av planområdet er etablert med fylling over elvebunnen før Orkla ble omlagt gjennom området, se Figur 9 - Figur 12.

Det foreligger ikke et godt grunnlag for dybdekart av elvebunnen i Orkla. Topobathy-data viser en elvebunn på 0,9 m over hele bredden, men dette vurderes å være en grov og utilstrekkelig representasjon av de faktiske forholdene sammenlignet med flyfoto av området. Elvebunnen ved planområdet er derfor vurdert basert på NVEs flomkartleggingsrapport fra 2005 [9]. Det er vurdert at elvebunnen ligger omtrent på kote -3,2 til -3,7 (NN2000), etter korrigering fra NN54 langs planområdet, se figur 13.

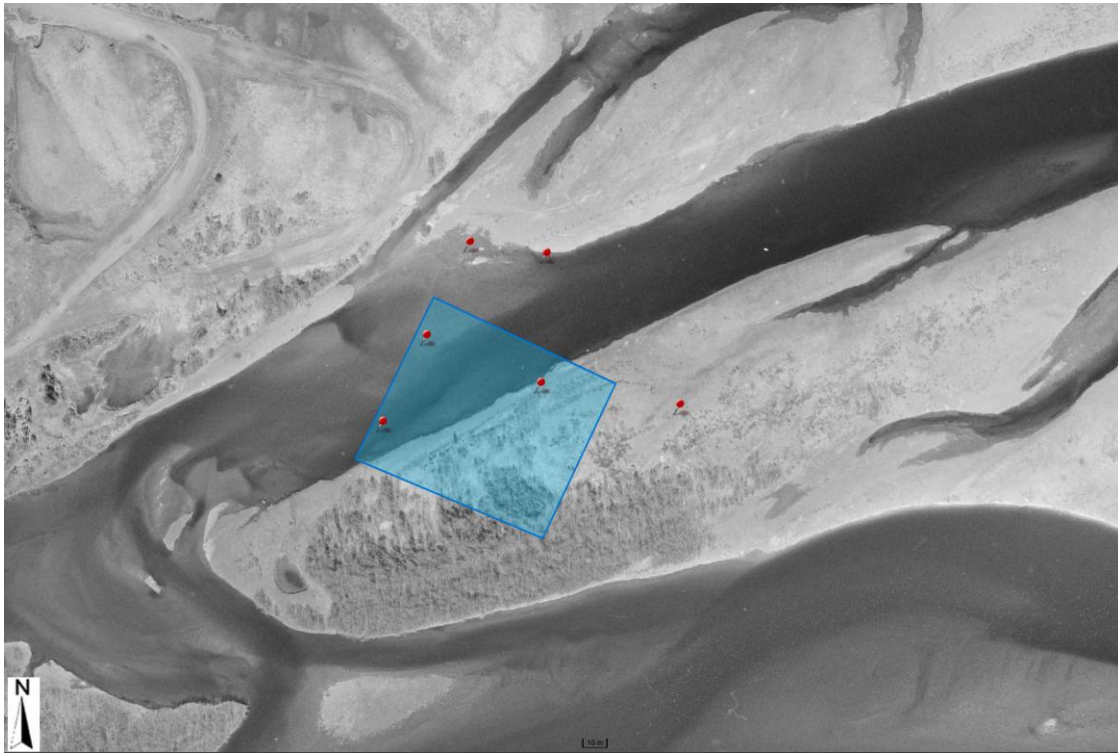
Kartgrunnlag fra Høydedata.no viser at elvekanten har en skråning med helning omtrent 1:8 mellom kote +1 og +3,4 i tomta. Det kan forventes at elva videre har en brattere helning ned mot elvebunnen, ned til omtrent kote -3,7.



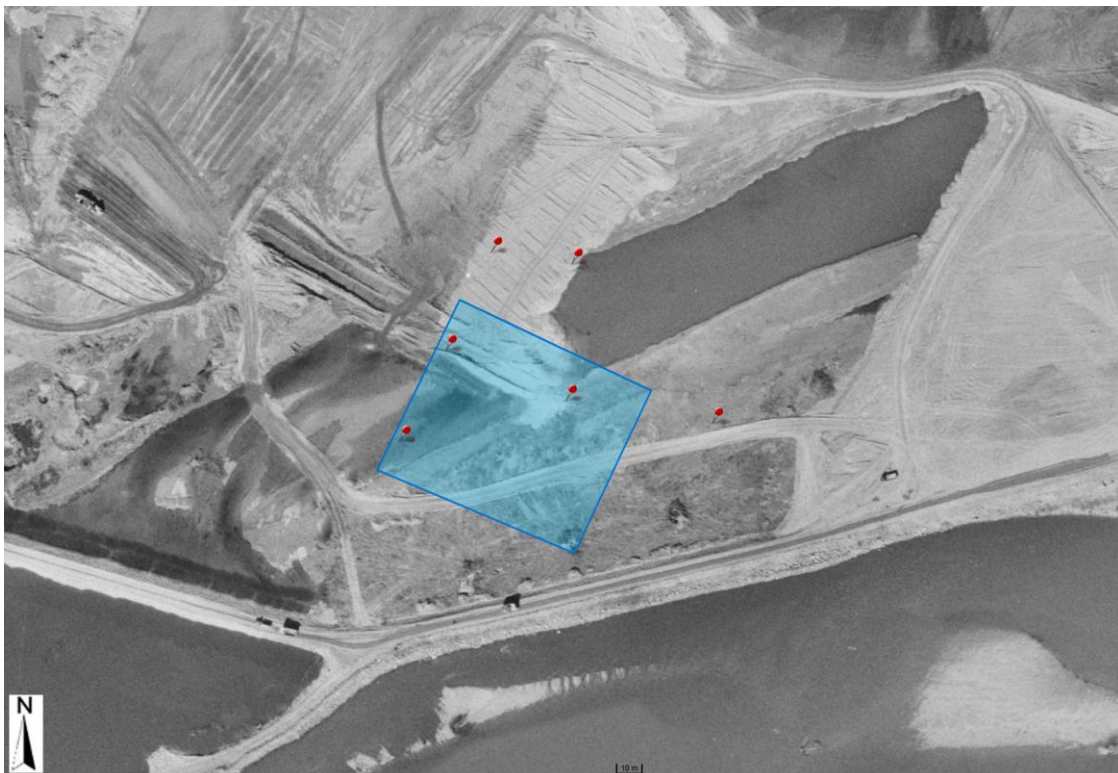
Figur 7. Utsnitt fra NVEs kartgrunnlag som viser bratthetsgrad. Planområdet er avgrenset med en blå sirkel (Kilde: [NVE Faresoner](#) for skred i bratt terreng, [15])



Figur 8. Oversiktsbilde fra NGUs løsmassekart. Planområde markeres med blå firkant. (Kilde: [Løsmasser](#)). [16]



Figur 9: Arealfoto fra Orkdal-1973, tomte markert med blå firkant og borehull for grunnundersøkelsene er inntegnet omtrentlig. [17]



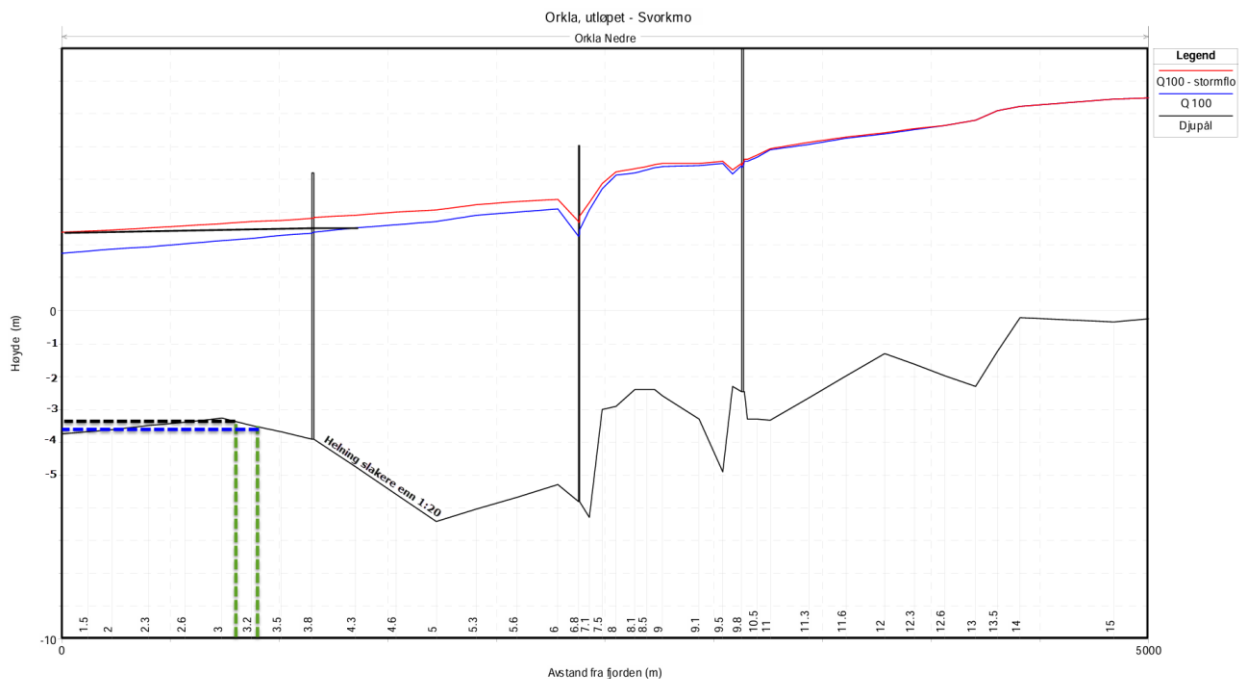
Figur 10. Arealfoto fra Brosa-Rindal -1974 viser pågående fyllingsarbeider, Tomte markert med blå firkant og borehull for grunnundersøkelsene er inntegnet omtrentlig [17]



Figur 11. Arealfoto fra Orkdal-1979 viser situasjonen, Tomta markert med blå firkant og bore hull for grunnundersøkelsene er inntegnet omtrentlig [17]



Figur 12. Arealfoto fra Trøndelag-vest-2022 viser situasjonen, Tomta markert med blå firkant og bore hull for grunnundersøkelsene er inntegnet omtrentlig [17]



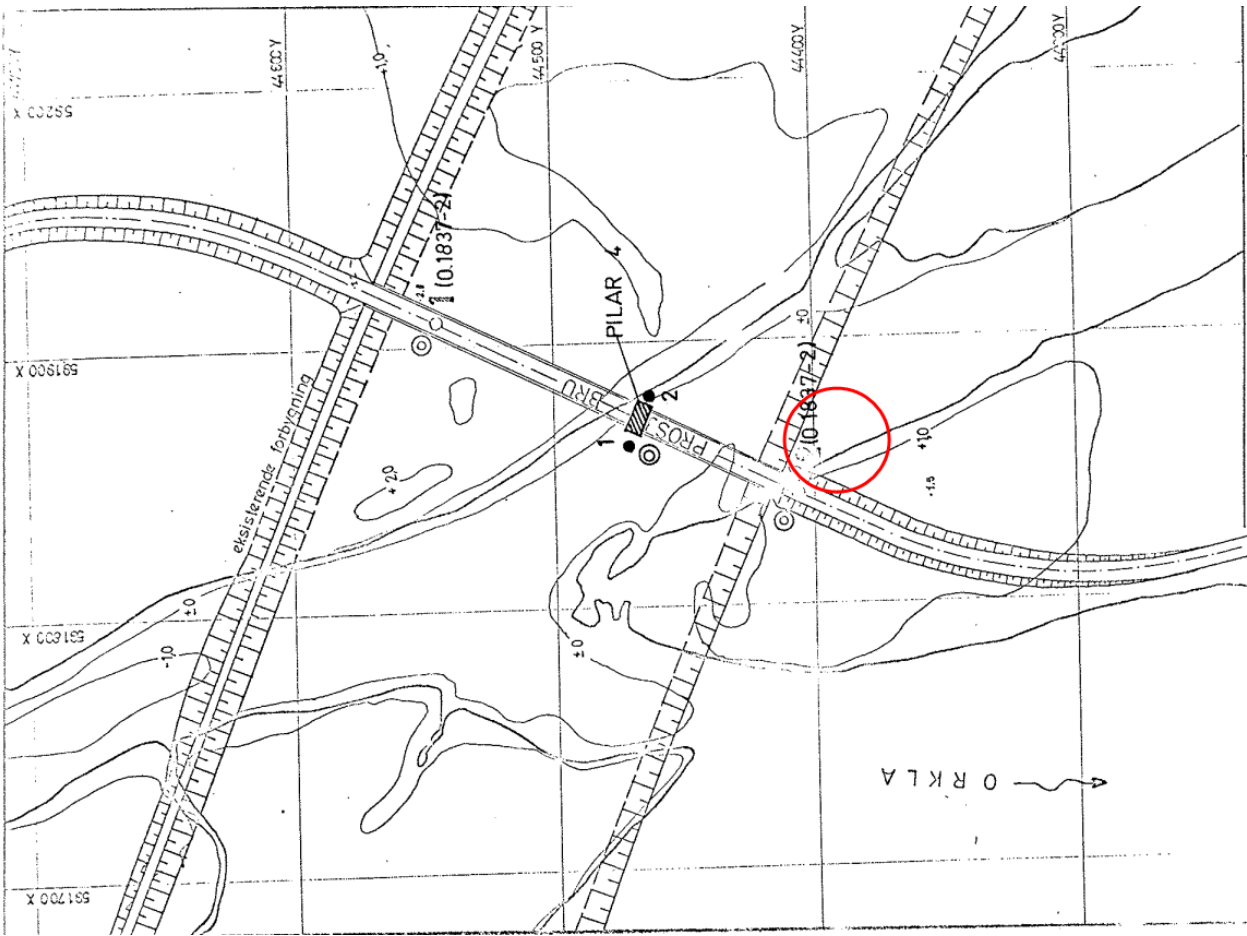
Figur 3.3 Effekt av 100-års stormflom kombinert med 100-årsflom i elva

Figur 13. Utsnitt av figur 3.3 fra NVE-flomrapporten som viser lengdeprofilen i elva med kartlagte kotehøyder i elvebunnen. Planområdet ligger i strekningen mellom ca. 800 og 900 m, markert med grønne linjer. [9]

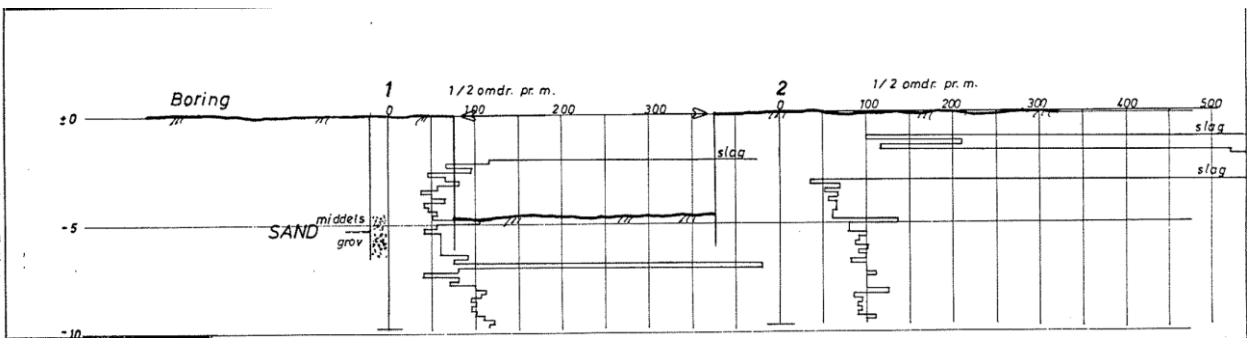
4.2 Tidligere grunnundersøkelser

Rådgivende ingeniør Ottar Kummeneje utførte grunnundersøkelser i elva vest for tomta i forbindelse med bygging av bru over Orkla i 1975 [7]. Kartlegging av grunnforholdene ble utført i elveutløpet ved pilar 4, se figur 14 for omtrentlig plassering av tomta og borepunktene. Undersøkelsene er antatt å være utført om lag 70 m fra tomta. Sondringene ble utført fra kote 0 og avsluttet ved kote -10,0 i løsmasser, se figur 15.

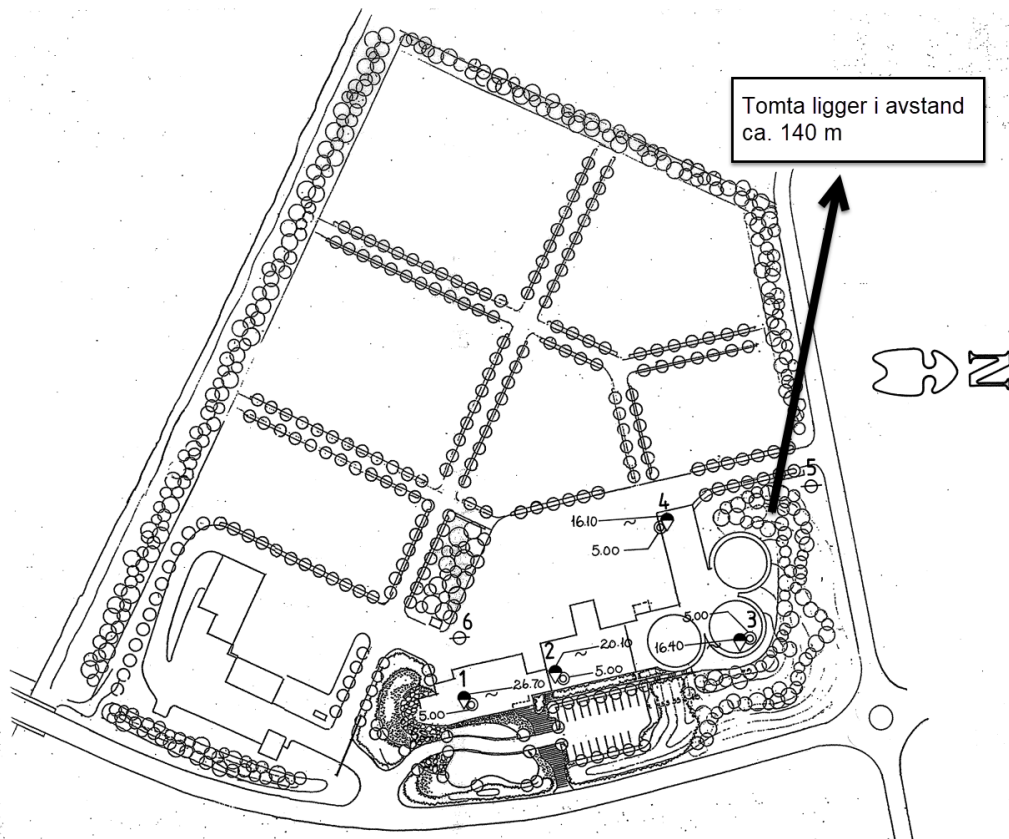
Statens vegvesen utførte grunnundersøkelser i tomta sørøst for planområdet i 1999, i forbindelse med bygging av renseanlegg for Orkdal kommune [8], se figur 16. Poretrykksmålinger ble utført i to punkter i tomta. Det ble utført dreietrykksonderinger i fire punkter ned til inntil 26,7 m dybde, samt prøvetaking ned til 5 m dybde, se figur 17.



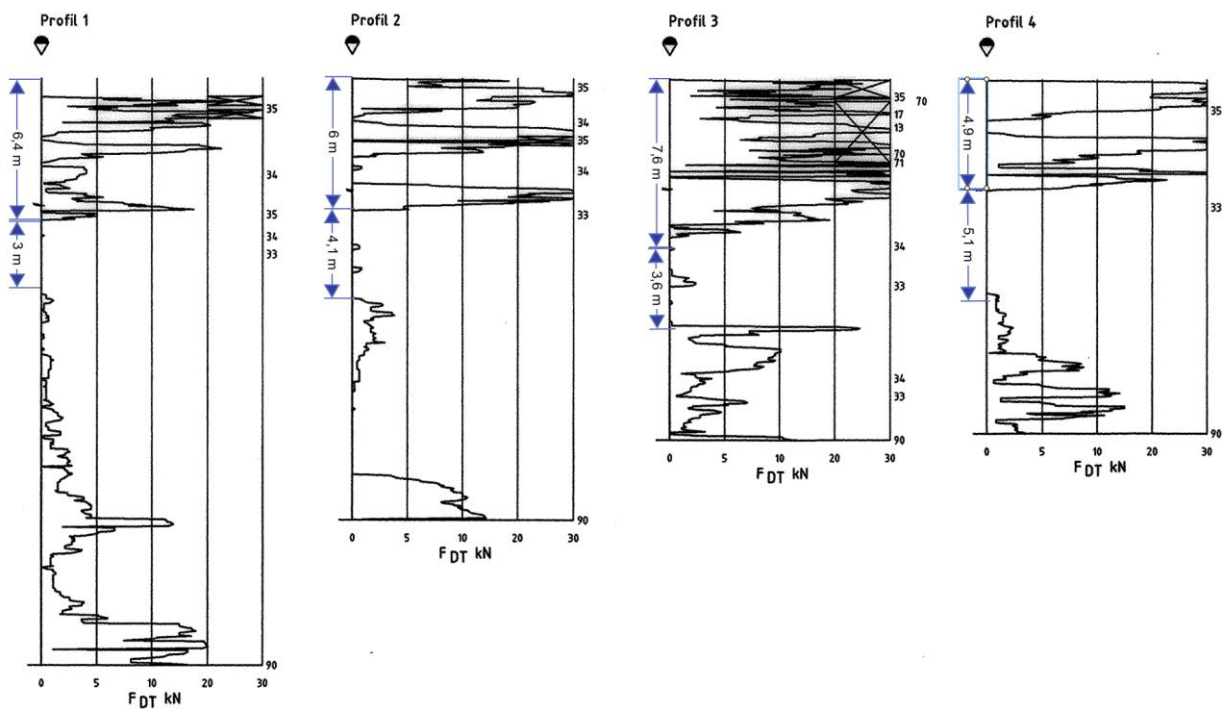
Figur 14. Utsnitt fra boreplan som viser grunnboringer utført for kartlegging av grunnforholdene i elveutløpet ved pilar 4. Tomta er omtrent markert med rød sirkel. Tegningsnr T.R.B.K.N. [7]



Figur 15. Utsnitt fra sondering resultater utført for kartlegging av grunnforholdene i elveutløpet ved pilar 4.. Tegningsnr B.K.N. [7]



Figur 16: Utsnitt fra boreplan som viser grunnboringer utført sørøst for tomte i avstand ca. 140 m. Tegningsnr UD821A-02. [8]



Figur 17: Utsnitt fra sondering resultater utført sørøst for tomte i avstand ca. 140m. Tegningsnr UD821A-03. [8]

4.3 Supplerende grunnundersøkelser

Geo Norway AS utførte totalsonderinger i seks borepunkter på tomta i mai 2026, i forbindelse med planlagt utvidelse av anlegget [6]. Det ble tatt skovlprøve i 4 m dybde i punkt 5. Det ble ikke tatt opp uforstyrrede prøver.- Poretrykksmålinger ble ikke gjennomført.



Figur 18: Borplan som viser grunnundersøkelser utført av Geo Norway i tomt [6]

4.4 Løsmasser og berg

Resultatene fra grunnundersøkelsene indikerer at løsmassene på tomten i hovedsak består av fyllmasser i de øverste 5–6 m, over siltige og sandige masser i dybde ned til 13,5–20 m, og videre sandige masser med innslag av grus ned til om lag 30 m. Forholdene er i stor grad like i de øvrige borepunktene, med unntak av borepunkt 5, som tyder på sensitive bløte masser, sannsynligvis siltige og leirige masser, i dybdeintervallet 12,5–20 m. Muligheten for sprøbruddmateriale kan ikke avkreftes kun på grunnlag av totalsonderingene. Det antas likevel at dette laget er lokalt og ikke er registrert i de nærmeste punktene, som ligger 55–60 m unna [6] se Figur 24.

Sondringer utført i den tidligere elvebunnen ved kote 0 viser lagdelte, middels til grovt sandige masser med innslag av grus ned til kote -10,0, og indikerer ikke sprøbruddsmateriale [7].

Grunnundersøkelser utført sørøst for tomten tyder også på fyllmasser i de øverste 5–6 m. Under fyllmassene er det registrert bløte siltige og leirige masser med en mektighet på opptil 5 m. Sondringene viser deretter

generelt økende sandinnhold ned mot 26,7 m dybde. Det ble ikke utført prøvetaking i det bløte masselaget, og muligheten for sprøbruddsmateriale kan derfor ikke utelukkes basert på de tidligere undersøkelsene [8].

Det er ikke registrert berg i undersøkelsene, og alle sondringer ble avsluttet i løsmasser ned til inntil 30 m dybde.

4.5 Grunnvannstand

Det ble ikke installert poretrykksmålere på tomta i forbindelse med grunnundersøkelsene. Poretrykksmålinger fra tidligere undersøkelser utført av Statens vegvesen indikerer at grunnvannstanden ligger mellom kote 0,05 og 0,25 [8]. Det antas at grunnvannsnivået i stor grad følger vannstanden i elva, basert på grunnforholdene og den nære beliggenheten til elva.

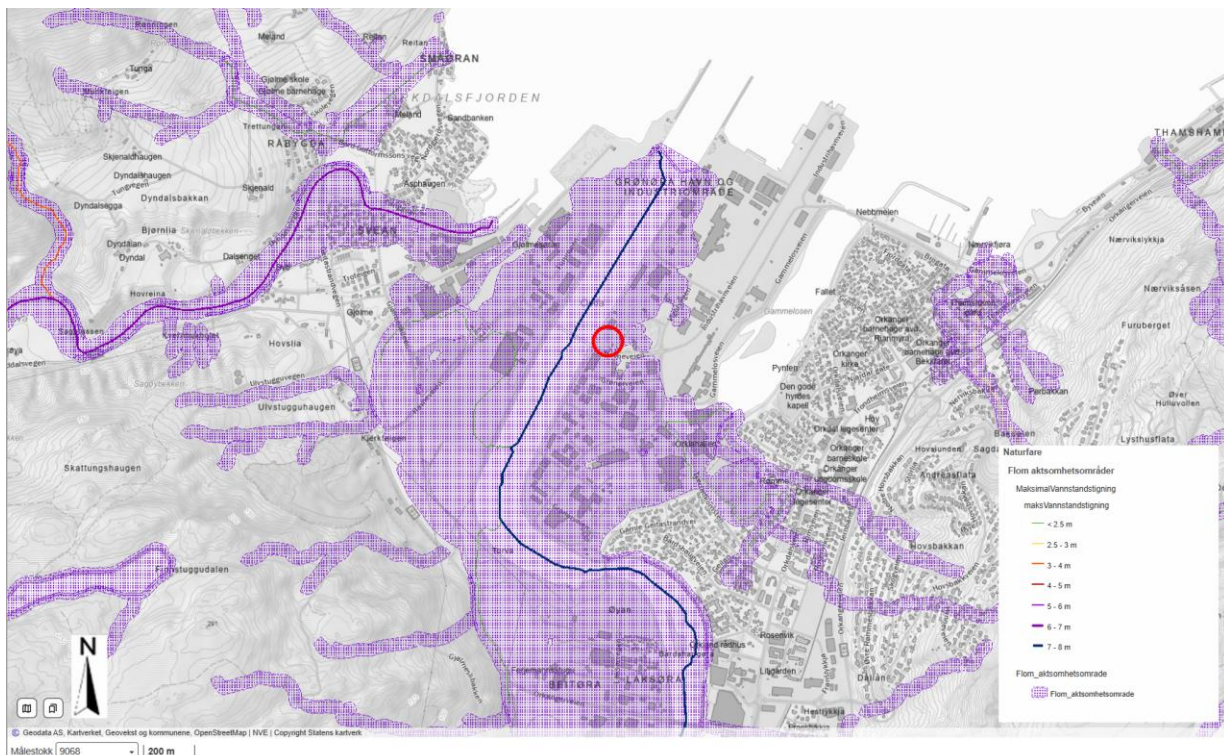
5 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

TEK17 §§ 7-1 til 7-3 [2] stiller krav til sikkerhet mot flom, stormflo og skred. For skred skal følgende mekanismer vurderes: skred i fast fjell (fjellskred og steinsprang), skred i løsmasser (jordskred, flomskred og kvikkleireskred) samt skred i snø (løssnøskred, flakskred og sørpeskred).

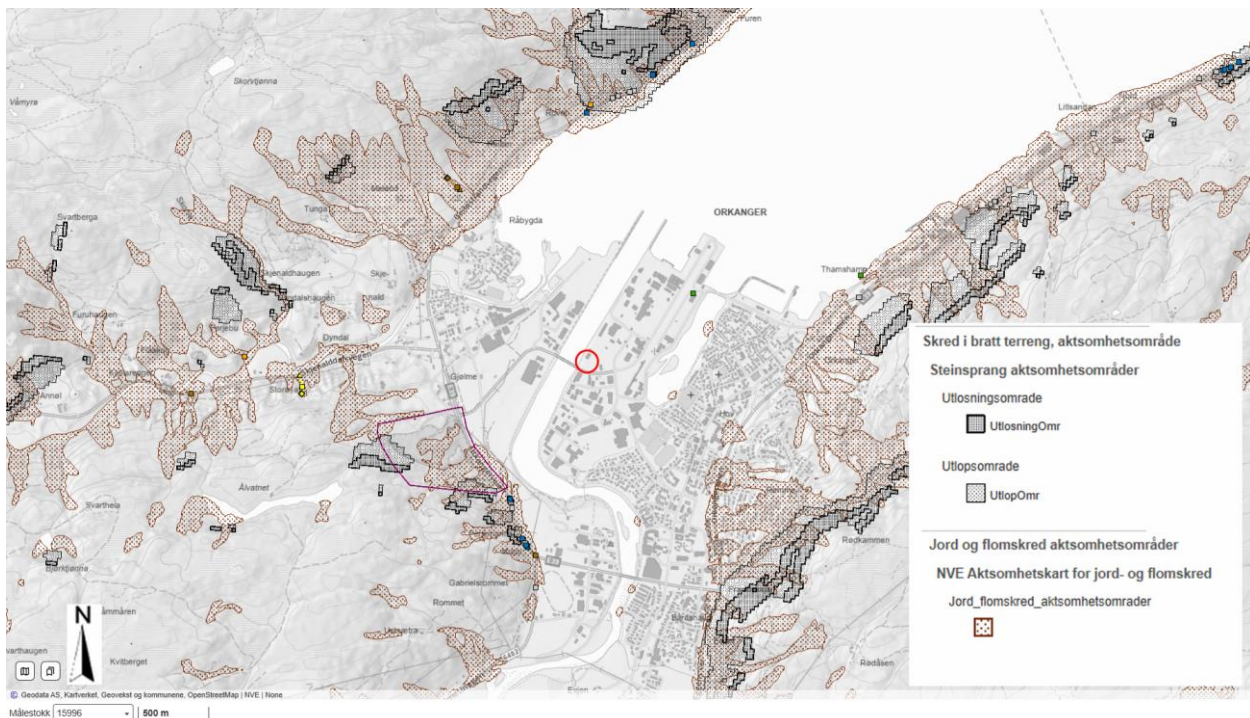
Figur 19 viser kartlagt aktsomhetsområde for flom. Store deler av Grønøra havn og industriområde, inkludert eiendommen, ligger innenfor NVEs aktsomhetsområde for flom.

Figur 20 viser NVEs kartlagte fare for snøskred, steinsprang samt jord- og flomskred, i tillegg til tidligere registrerte skredhendelser i området [18]. Planområdet ligger utenfor slike fareområder. Det er registrert undervannsskred nordøst for tomta i 1930, om lag 800 m unna, men dette vurderes ikke som relevant for tiltaket.

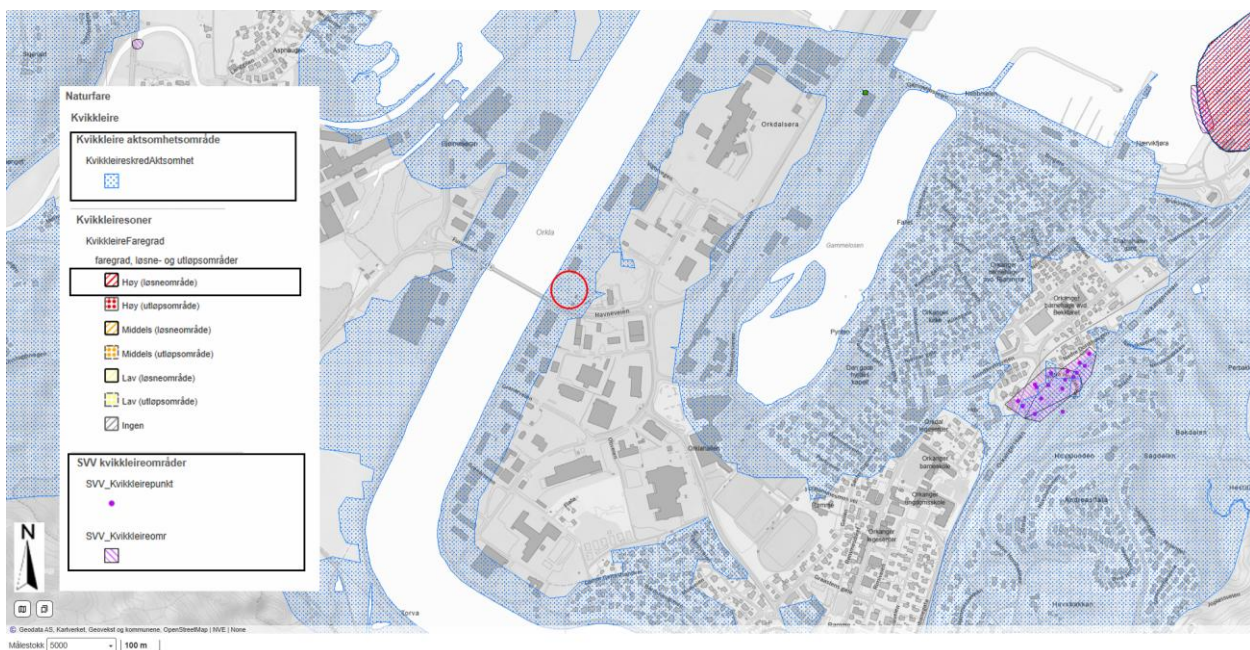
Planområdet ligger imidlertid i et aktsomhetsområde for kvikkleireskred, i henhold til NVEs kartgrunnlag, jf. figur 21. Nærmeste registrerte kvikkleireområde og faresone ligger mer enn 1000 m fra tomta. Vurdering av områdeskred er nærmere omtalt i neste avsnitt.



Figur 19. NVEs kartlagt flom aktsomhetsområde, Tomta er markert med rød sirkel og ligger i aktsomhetsområde for flom [18]



Figur 20. NVEs kartlagt aktsomhetsområde for, jord- og flom skred, snøskred, steinsprang og tidligere registrerte skredhendelser i område, Tomta er markert med rød sirkel. [18]



Figur 21. NVEs kartlagt aktsomhetsområde for kvikkleireskred og kvikkleire faresoner. Tomta markert med rød sirkel. [18]

5.1 Områdeskredfare iht. NVE veileder 1/2019

På grunn av at området ligger under marin grense, må områdestabiliteten vurderes for tiltaket etter NVEs veileder for sikkerhet mot kvikkleireskred 1/2019 [3]. Utredningen omtalt under er utført steg for steg etter prosedyren for utredning av områdeskredfare, jf. tabell 3.1 og steg 1– 5 i NVEs kvikkleireveileder [3].

5.1.1 Steg 1-3

Iht. NVEs kvikkleireveileder 1/2019, har terreng som kan inngå i løснеområde for et kvikkleireskred

- En total skråningshøyde (i løsmasser) over 5 meter, eller
- Et jevnt hellende terreng brattere enn 1:20 og høydeforskjell over 5 meter.

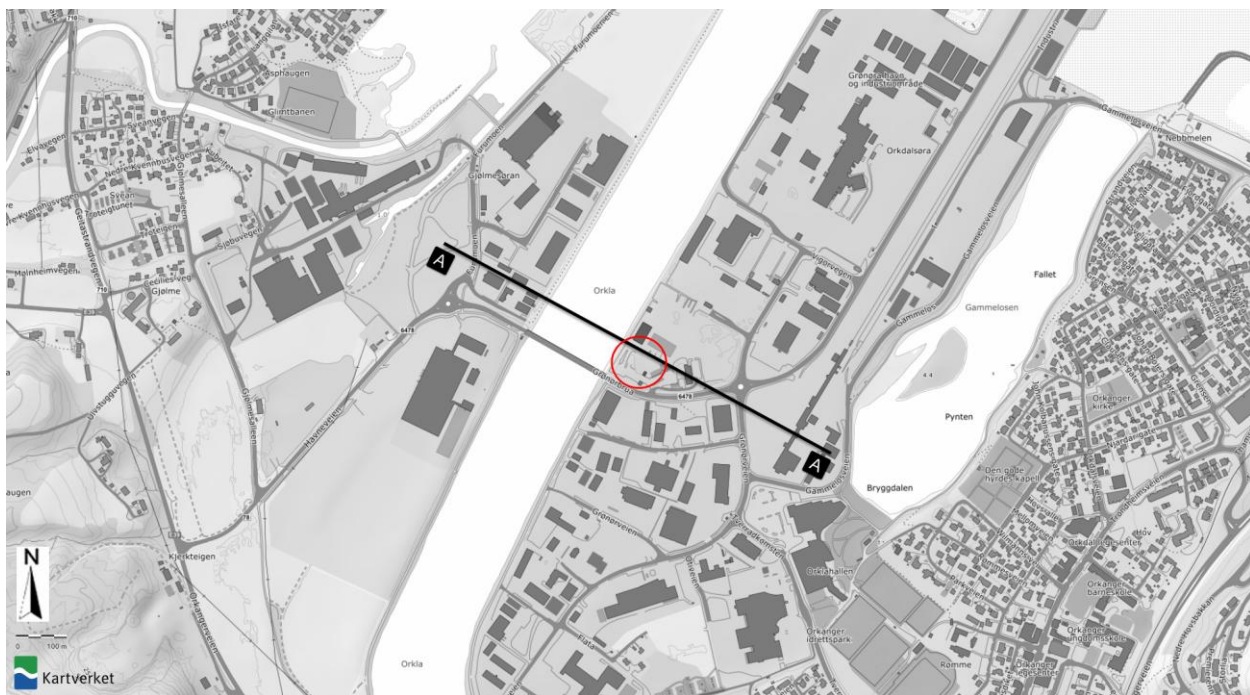
Aktsonhetsområder ligger innenfor 20 x skråningshøyden. Terreng som kan inngå i utløpsområde for et skred er likt 3 x lengden til løsnedområdet, eller utløpsone som allerede er kartlagt i NVEs temakart for kvikkleire.

Planområdet ligger ikke innenfor en tidligere registrert kvikkleiresone. Nærmeste kvikkleiresoner i NVEs kartgrunnlag ligger mer enn 1,2 km nordøst fra planområdet. Området ligger under marin grense og mulighet av marinleire er stor iht. NGUs løsmassekart [16].

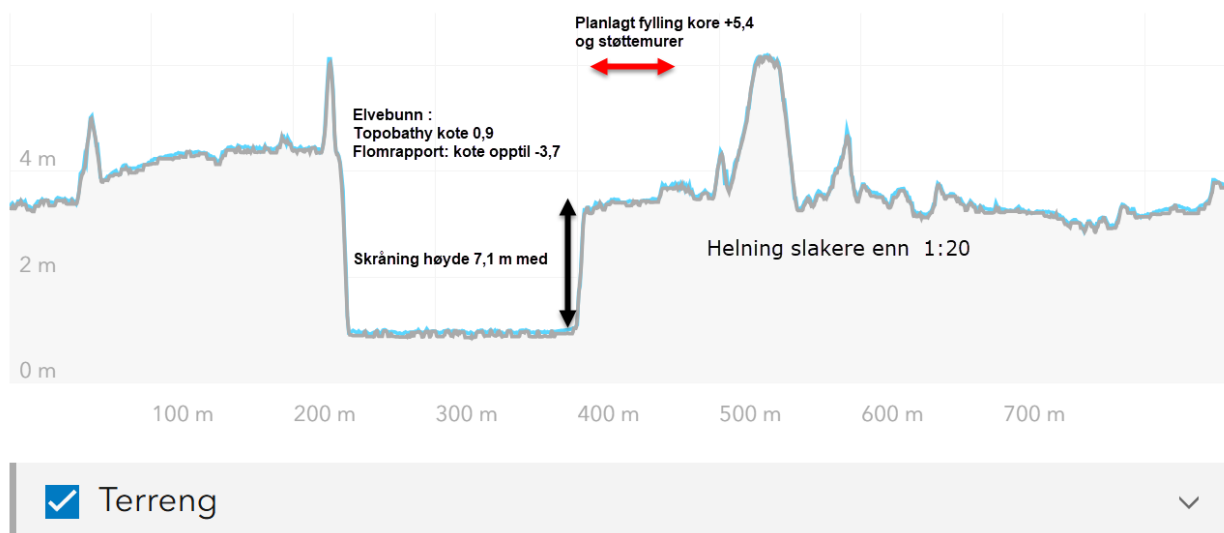
Tomta ligger ved elvekanten, og skråningen fra dagens terreng på kote +3,4 til elvebunnen på kote -3,7 har en høydeforskjell på 7,1 m, og vil etter planlagt oppfylling få en høydeforskjell på 9,3 m. Figur 22 og figur 23 viser plassering av profil A og viser oversikt over terrengforhold.

Planområdet ligger i et aktsonhetsområde for kvikkleireskred, ettersom total skråningshøyde ved elvekanten i løsmasser er over 5 m. Aktsonhetsområdet for løsnedområde er estimert til 20 ganger skråningshøyden (H), tilsvarende 142 m i dagens situasjon.

Planområdet kan derfor ikke utelukkes fra aktsonhetsområde for områdeskred, og det må gjennomføres videre utredning i henhold til prosedyren i tabell 3.1 i NVE-veileder 1/2019 [3].



Figur 22. Situasjonskartet viser plasseringen av et kritisk profil for område og lokal stabilitet [19]



Figur 23. Terrengforhold i profil A, vist med ulik vertikal og horisontal skala [19]

5.1.2 Steg 4

Planlagt tilbygg klassifiseres som tiltakskategori K4, det vil si tiltak som medfører større tilflytting/personopphold, samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner, jf. tabell 3.2 i NVE veileder 1/2019.

Iht. kapittel 3.3.3 i NVE veileder 1/2019. Kravet til sikkerhet mot kvikkleireskred for tiltaksklassekategori K4 er at faresone som kan berøre tiltaket må avgrenses og utredes for områdeskredfare og erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges.

Hvis tiltaket forverrer stabiliteten skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$, hvor f_s er sprøhetsforholdet som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene.

Vurderinger og utarbeidelse av dokumentasjon skal gjennomføres av foretak med geoteknisk kompetanse. Kvalitetssikring gjennomføres av uavhengig.

5.1.3 Steg 5

Iht. tabell 3.1, steg 5 i NVE-veileder 1/2019, eksisterende grunnundersøkelser kan vise at det ikke er påvist sprøbruddmateriale i grunnen og dermed kan dokumentere at det ikke er områdeskredfare

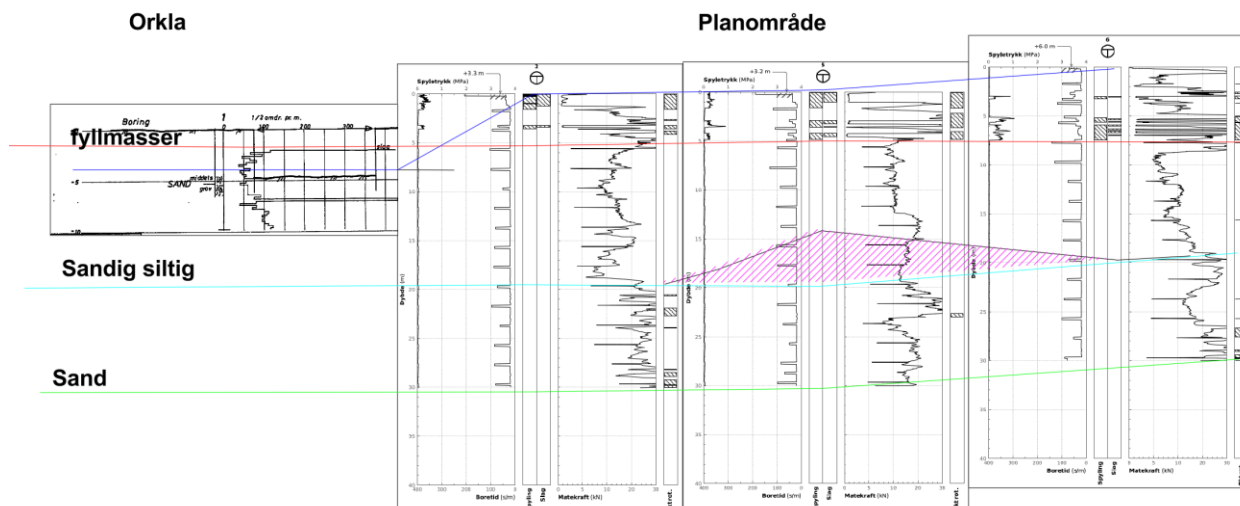
Et kritisk profil A er tegnet gjennom planområdet, jf. figur 22. Lagdeling, samt omtrentlig plassering av tomter og borepunktene, er vist i profil A–A, jf. figur 24.

Basert på eksisterende grunnundersøkelser på tomten, særlig ved punkt 5, kan forekomst av lommer med sprøbruddsmateriale ikke utelukkes. Undersøkelsene i de nærmeste borepunktene til borpunkt 5 indikerer imidlertid at dette laget med mulig sprøbruddsmateriale er lokalt avgrenset og ikke utgjør et sammenhengende lag inn mot elva. Dermed vurderes det som lite sannsynlig at det kan utløse områdeskred, med eventuelt initialscred i bunnen av elva.

I det mest konservative tilfellet kan et eventuelt initialscred i bunnen av elva starte ved om lag kote -3,7 og utvikle seg videre mot høyere liggende terreng i retning tiltaksområdet. Eventuelle sensitive masser ligger imidlertid på kote -9, og så dypt i skråningen at det vurderes som lite sannsynlig at et skred vil påvirke disse

massene og utvikle seg til et områdeskred som kan ramme tiltaket. Et eventuelt skred vurderes derfor å være lokalt og vil ikke utvikle seg slik at tomta blir berørt.

På bakgrunn av dette vurderes planområdet å ligge utenfor aktsomhetsområde for områdeskredfare.



Figur 24. Kritisk profil tegnet fra planområdet og mot elva viser lagdeling i planområdet, tegnet med ulik vertikal og horisontal skala samt avstander mellom borpunktene.

5.1.4 Oppsummering og konklusjon for områdestabilitet

Med bakgrunn i vurderingene ovenfor, og i henhold til NVE-veileder 1/2019, steg 1–5, vurderes det at områdeskredfare for tiltaket er ivarettatt for tomte, og at planlagt tiltak ikke ligger i et aktsomhetsområde for kvikkleireskred i henhold til NVE-veileder 1/2019.

Det er ikke behov for uavhengig kontroll av vurderingene, og det legges til grunn som beskrevet i NVE-veilederen [20]. Kvalitetssikringen er gjennomført internt i Sweco.

6 Materialparametere

Geotekniske materialparametere er valgt basert på resultater fra utførte felt- og laboratorieundersøkelser [6] [8] og anbefalte jordparametere i Håndbok V220, Tabell 3.6.2—1 [13]. Tabell 3 viser jordprofil i tomte og materialparametere som legges til grunn for beregninger for bæreevne-/stabilitets.

Tabell 3: Materialeparametere brukt i beregningene

Kote høyde (NN2000)	Materiale	Tyngdetetthet, γ (KN/m ³)	Friksjonsvinkel ϕ (°)	Attraksjon a (kPa)	Skjærstyrke, S_u (kPa)
+3,4 — -1,8	Fyllmasser (sandig grusig)	19	36	5	Drenert
-1,8 — -9,3	Sandig siltig	19	32	0	Drenert

7 Geotekniske vurderinger

7.1 Lokalstabilitet

Nye støttemurer i sakeform mot elva skal etableres med en høyde på 2,9 m over dagens terreng og med en avstand på ca. 12 m fra skråningstoppen ved elvekanten. Terrenget bak murene skal fylles opp til kote +5,4, hvilket innebærer en oppfylling på opptil 2,2 m. Området mellom elvekanten og murene skal benyttes til avfallscontainere samt trafikk med varebiler.

Det foreligger ikke tilstrekkelig grunnlag for dybde til elvebunnen, og det anbefales derfor stabilitetsberegninger for skråningen mot elva for å kontrollere og dokumentere stabilitetsforhold innen sikkerhetskrav etter tiltaket, i henhold til Eurokode 7 [11].

7.2 Bæreevne

Dimensjonering av tillatt bæreevne er utført iht. kapittel 7.2.1 i Statens vegvesen håndbok V220 [13] for horisontalt terreng foran fundament og anvendte materialparametere er vist i tabell 3.

Maksimalt tillatt grunntrykk er vurdert til 250 kPa for et 1 m bredt fundament, under forutsetning av en minimums overdekning over UK fundament på 0,5 m. Beregningene er forutsatt utført med horisontale laster på maksimalt 10 % av vertikal last, og uten momentpåvirkning på fundamentet.

Fundamenteringsforhold for oppbygging

Bæreevnen avhenger i stor grad av fundamentets størrelse, overdekning, horisontallaster og momenter på fundamentet samt terrenghelningen foran fundamentet. Store horisontallaster og momenter kan medføre en betydelig reduksjon i grunnens bæreevne og den effektive fundamentbredden. Bæreevnekapasitet og stabilitet for støttemurer skal kontrolleres i detaljfasen, og relevante materialparametere (se tabell 3) skal legges til grunn for beregningene.

7.3 Setninger

Oppfylling utføres over stedlige fyllmasser (sandige og grusige masser) over siltig/sandig grunn ned til ca. 30 m dybde, basert på de mest relevante borpunktene på tomte for byggetrinn 1. Borehull 5 indikerer setningsgivende masser fra ca. 12,5 m dybde, som vil være aktuelle ved belastning fra byggetrinn 2 og 3, se figur 18. Last fra oppfylling og overbygging vil i hovedsak fordeles i det øvre, stivere laget, slik at tilleggsspenningene i det mykere laget blir redusert.

Befaring (figur 4 og Figur 5) viser at store deler av tomte for byggetrinn 1 allerede er oppfylt etter riving av tidligere bygg etter 2022. Fyllmassene består av rivemasser og sprengstein. Liggetid og utbredelse av de lagrede massene på tomte er ikke fullt kjent på skrivende tidspunkt. Det forventes at en stor del av setningene fra de lagrede massene allerede er utløst eller pågår, mens resterende setninger hovedsakelig vil komme fra ekstra laster i områder som ikke tidligere er belastet.

Belastningen fra fylling og støttemurer vurderes ikke å gi konsolideringssetninger, men primært umiddelbare deformasjoner. I henhold til Statens vegvesen håndbok N-V220 [13] kan primærsetninger i grov silt, sand og grus, forutsatt lavt humusinnhold, antas å skje raskt, slik at vesentlige setninger normalt vil være ferdige i byggefasen.

Det må påregnes differansesetninger som følge av varierende last og ulik grad av oppfylling og forbelastning. Setningsberegninger er ikke utført i denne fasen og må gjennomføres i detaljfasen.

Egensetninger i fyllingen

Det forventes egensetninger i fyllingen, i tillegg til setninger i undergrunnen som følge av belastning fra fyllingen. Gjenbruk av masser innenfor tiltaksområdet er ønskelig der dette er mulig. Bruk av stedlige

fyllmasser medfører usikkerhet og kan gi differansesetninger samt redusert drenering gjennom fyllingen. Det anbefales derfor å benytte steinholdige masser i fylling bak murene og i områder med overbygging for setningsømfintlige bygg, for å sikre god komprimering og redusere setningsrisiko. Stedlige fyllmasser anbefales kun brukt i uteområder der setninger kan aksepteres.

Erfaringstall og empiriske korrelasjoner tilsier at total egensetning i kvalitetsfyllinger av stein kan estimeres til ca. 0,1 % av fyllingshøyden (H). Dette gir forventet egensetning på inntil ca. 1 cm ved fyllingshøyde 2,2 m. Estimater vurderes som konservativt forutsatt god materialkvalitet og riktig oppbygging og komprimering. Krav til masser og komprimering iht. håndbok V221 [14] og NS 3458 [21] er derfor viktig for å begrense setningspotensialet.

Egensetninger ved bruk av lokale masser må kontrolleres gjennom lagvis utlegging og komprimering av fyllmassene under utførelsen. Krav til fyllmasser og utførelse er angitt i neste avsnitt.

7.4 Krav for fyllmasser og komprimering

Entreprenøren skal selv vurdere kvaliteten av de stedlige masser mtp. gjenbruk og gjeldende kvalitetskrav iht. NS3420:2022 og håndbok V221 [14] og NS3458 [21].

Løsmassene som skal benyttes i fyllingen skal være komprimerbare og ikke setningsømfintlige. Maksimal helning for fylling med lokale masser skal ikke være brattere enn 1:1,5. Statens vegvesens håndbok V221 stiller følgende krav til fyllmasser i fyllinger av sand og grus [14]:

- Fyllmassene bør ikke ha et humusinnhold over 3%.
- Av hensyn til permeabilitet bør maks finstoffinnhold(<75µm) settes til 8%.
- Vanninnholdet i massene bør ikke overstige ca. 15% av tørrvekt.
- Snø, is og tele skal ikke forekomme i fyllmassene.
- Stedlige massene skal ikke være frosne ved utlegging av fyllmasser.
- Fyllmassene skal ikke være av slik kvalitet at de knuses ned under komprimeringsarbeider og gir opphav til finstoff, eller senere deformasjoner
- Fyllmasser av løsmasser skal ikke inneholde stein som bygger mer enn halve lagtykkelsen underutlegging
- For steinfyllinger skal største steinstørrelse (målt som største steinlengde) i materialene ikke overstige 2/3 av lagtykkelsen.

Disse massene kalles for kvalitetsmasser. Det kan være steinholdige masser fra avfall konstruksjoner eller andre type masser som tilfredsstiller kravene ovenfor.

Komprimering

Metode for komprimering er avhengig av oppfyllingsmasser og vanninnhold i massene. Dette gjelder også lagtykkelsen, slik som nevnt tidligere.

Komprimeringen skal gjennomføres etter krav for ``normal`` komprimering av fylling iht. oppfyllingsmasser i NS3458:2004 [21]. Det skal utføres utvidet kontroll for komprimering av lokale fyllmassene og kontroll for komprimering av steinholdige kvalitetsmasser.

7.5 Gravearbeider

Planlagte grøfter skal etableres med god avstand til nærliggende bygninger, med unntak av overvannsledning som etableres nær Havneveien, iht. VA-plantegning H101 [22]. Det foreligger ikke grunnlag for dybde til VA-grøfter. Utgravinger for VA-grøfter antas å være i dybde inntil ca. 2,5 m under terreng i eksisterende terreng på +5.5 og i mindre omfang for område som skal fyllesopp.

Det forventes ikke dypet utgravinger for fundamentering av murer.

Gravearbeider kan i utgangspunktet utføres som åpen grøft med graveskråninger slakere enn 1:1,5 i løsmasser for dybder inntil 3 m. Ved utgraving i løsmasser med høyde over 3 m, eller under grunnvannstand, anbefales en helning slakere enn 1:2 i løsmasser, eksempelvis sand- og grusmasser.

Graving tett på eksisterende infrastruktur skal unngås, og det skal ved behov vurderes sikringstiltak, for eksempel gravekasser. Det anbefales å holde en minsteavstand mellom veier med trafikk og gravekant tilsvarende 1,5 ganger total gravedybde i løsmasser.

8 Telefarlighetsklasse og frostsikring

I Tabell 3 i Byggforsklad 451.021, settes dimensjonerende frostdybden til 1,6 m i Orkland kommune [23]. Laboratorieundersøkelsene [8] som er utført i nærheten av tomte, viser at massene i området, ned til ca. 5 dybde (kote -1,8), kan bestå av lite telefarlige til middels telefarlige masser (T2–T3) i henhold til Statens vegvesens håndbok N-V220 [13]. Det kan likevel forekomme lokale lommer med telefarlig masser i fylling og må kontrolleres i anleggsfasen.

9 Referanser

- [1] «Direktoratet for byggkvalitet. Byggesaksforskriften (SAK10),» 2016.
- [2] D. f. byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK 17) med veiledning,» [Internett]. Available: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>.
- [3] NVE, «Veileder nr.1/2019 - Sikkerhet mot kvikkleireskred».
- [4] Sweco Arkitekts, «Prosjektnr: 10253288, Tegningsnr. L101, Landskapsplan, Ny Orkdal GVS,» 19.08.2026.
- [5] Norge i Bilder, «Norge i Bilder,» [Internett]. Available: <https://norgebilder.no/?wkid=25833&is3d=false&xmin=241162.04931640625&xmax=241372.95068359375&ymin=7030515.452392578&ymax=7030623.547607422&id=3660>. [Funnet 18 08 2026].
- [6] Geo Norway AS, «Dokumentnummer: 26080-RIG-02_ Datarapport – Geotekniske grunnundersøkelser,» 2026.
- [7] Rådgiv. ING. Ottar Kummeneje, «Dokument. nr. O.1837 - 4, Bro Orkanger Havneområde, Inpressing av spuntvegg i pilar 4,» 1975.
- [8] Statens Vegvesen, «Oppdragsnr: Ud 821 A, Grunnundersøkelser, Renseanlegg Orkdal kommune,» 1999.
- [9] Norges vassdrags- og energidirektorat , «Rapport nr 15/2005 , Flomsonekart, Delprosjekt Orkdal,» 2005.
- [10] «NS-EN 1990-1:2002 + A1:2005 + NA:2016 Eurokode 0 - Grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner».
- [11] Norsk Standard, «NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013+NA:2025 Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler,» 2025.
- [12] «NS-EN 1998-1:2004 + A1:2013 + NA:2021 Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning- Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger».
- [13] Statens Vegvesen, «Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging,» 2025 .
- [14] Statens vegvesen, «Håndbok N-V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger,» 2025.
- [15] Norges vassdrags- og energidirektorat, «NVE Atlas,» [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/vertigisstudio/web/?app=e0080b63a0c445a5a47e6d8c3b53ad8c&viewer=nveatl&scale=48b4965b-f13d-4a0f-b5c4-16f3541c3623=9067.80153643941¢er=48b4965b-f13d-4a0f-b5c4-16f3541c3623=242228.48679464983%2C7030508.771541055&basemap=48b4965b-f>. [Funnet 19 08 2026].
- [16] NORGES GEOLOGISKE UNDERSØKELSE, NGU, «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/common_mobil?_/kart/losmasse_mobil/___lang=nor::map=0. [Funnet 19 08 2026].
- [17] FINN, «FINN kart,» [Internett]. Available: <https://kart.finn.no/?lng=9.83941&lat=63.30934&zoom=16&mapType=norortho>. [Funnet 19 08 2026].
- [18] NVE - Norges vassdrags- og energidirektorat, «NVE Atlas,» [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/vertigisstudio/web/?app=e0080b63a0c445a5a47e6d8c3b53ad8c&viewer=nveatl&as>. [Funnet 20 08 2026].
- [19] Kartverket, «hoydedata.no,» 20 08 2026. [Internett]. Available: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn2/>.
- [20] NVE, «Spørsmål og svar om kvikkleireveilederen,» [Internett]. Available: <https://www.nve.no/om-nve/spoer-nve/om-kvikkleire/spoersmaal-og-svar-om-kvikkleireveilederen/>. [Funnet 21 08 2026].
- [21] Norsk Standard, «NS 3458:2004_Komperimering-krav og utførelse,» 2004.

- [22] Sweco Norge As, «10253288_Overvannsnotat, Ny Orkanger GVS , rev00,» 16.07.2026.
- [23] SINTEF, «Byggforskserien - 451.021 Klimadata for termisk dimensjonering og frostsikring,» 2023.

Vedlegg 1: Detaljerte prosjekteringsforutsetninger

Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 "Krav til prosjektering", (se kapittel 2.1 i Eurokode 7 [11]).

Planlagt tiltak omfatter oppfylling på opptil 2,2 m over dagens terreng samt etablering av nye støttemurer med høyde opptil 3,0 m. Tiltaket skal etableres i et område som består av generelt sandige, grusige og siltige masser ned til en dybde på inntil 30 m.

Tiltak (se detalj om grunnforhold i kapittel 4.4), anbefales klassifisert i **geoteknisk kategori 2** som er i samsvar med eksempler som utgravinger, fyllinger og jordarbeider, punkt 2.1 (19) [11].

Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC)

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [10] definerer byggverks plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B i tabell B1 (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1 (901).

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse 2) (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller 1)		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekk og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold 1)	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

1) Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

2) Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Figur 1: Tabell NA. A1(901) - Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler [10].

Prosjektet vurderes å ligge under kategorien «Industrianlegg» [10], anbefales settes konsekvens-/pålitelighetsklasse til **(CC/RC) 2** på grunn av grunnarbeider og støttemurer i anlegget. Tiltaket er plassert i umiddelbar nærhet til elva, og ved feil eller mangler i støttemurer eller fylling kan det oppstå middels store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet.

Krav til kontroll

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 gir føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. Dette innebærer i henhold til tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) at det for prosjekterings- og utførelseskontroll av geotekniske arbeider kan settes til **prosjekteringskontrollklasse PKK2 og UKK2**. For prosjektering gjelder dermed at det utføres egenkontroll (DSL 1) og Intern systematisk kontroll (DSL 2) og utvidet kontroll (DSL 3) av arbeidene. For utvidet kontroll i PKK 2 kan kontrollen begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket.

For utførelse skal det også utføres egenkontroll (IL 1) og Intern systematisk kontroll (IL 2) og utvidet kontroll (DSL 3) av arbeidene. For utvidet kontroll i UKK 2 kan kontrollen begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det utførende foretaket.

Kontrollforetak skal være uavhengig for kontroll i PKK2 og UKK2.

Tiltaksklasse iht. Plan og Bygningsloven

Tiltaksklasse for geoteknikk skal vurderes i henhold til SAK 10 §9-4.

På bakgrunn av at ved feil eller mangler i støttemurer eller fylling kan det oppstå middels store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet, anbefales klassifiseres planlagt tiltak i **tiltaksklasse 2** som omfatter tiltak, eller oppgaver/deler av tiltak, av liten kompleksitet og vanskelighetsgrad, og hvor feil eller mangler kan føre til små til middels store konsekvenser for helse, miljø og sikkerhet

Kvalitetssystem

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig, og at dette systemet skal tilfredsstillende NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4. Swecos kvalitetssystem tilfredsstiller sistnevnte, og kravet er derfor ivarettatt for alle pålitelighetsklasser.

TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet

I henhold til TEK 17 § 10 vil forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (altså Eurokoder med tilhørende nasjonale tillegg). Legges det til grunn en prosjektering basert på Eurokodene som angitt i punkt 3.1, vil TEK 17 § 10 være ivarettatt.

Seismisk analyse

Seismisk klasse

Bygninger blir klassifisert i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene et sammenbrudd har for menneskeliv, av betydningen for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av et sammenbrudd. De seismiske klassene bestemmes iht. NS-EN 1998-5:2004+ A1:2013+NA:2021, ref. [12] pkt. NA.4.2.5 og etter tabell NA.4(902) i nasjonalt tillegg NA [12].

Planlagt tiltak er plassert i kategorien «Industrianlegg» og settes derfor i **seismisk klasse II**. Dette gir en seismisk faktor $\gamma_I = 1.00$ etter tabell NA.4(901) [12]

Seismisk påvirkning

For konstruksjoner i seismisk klasse I-IIIa kan påvisning av mostand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 utelates for tilfeller som oppfyller ett av følgende kriterier:

- konstruksjoner i seismisk klasse I;
- konstruksjoner der grunntype er A-E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller formelen $a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$;
- konstruksjoner der grunntype er A-E med beliggenhet der grunnakselerasjon tilfredsstiller formelen $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$;
- konstruksjoner der grunntype er A-E med en dimensjonerende brukstid mindre eller likt 2 år;
- konstruksjoner med dimensjonerende akselerasjon $S_d \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ beregnet med a) konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$, b) ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7) og c) med en konservativ antakelse av stivhet i grunn.

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon settes, $a_g R = 0,25 \text{ m/s}^2$ for Orkland kommune, i henhold til Tabell NA.3.2 (906) og Figur NA.3.2 og grunnforstrekningsfaktor, $S = 1,5$ for grunntype C fra Tabell 3.3 i NS-EN iht. NS-EN 1998-5:2004+ A1:2013+NA:2021 [12].

$$a_g S = (a_g R * \gamma_I) * S = (0,25 * 1,0) * 1,5 = 0,375 \text{ m/s}^2$$

Grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller formelen $a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ og Tiltaket oppfyller utelateseskriteriet. Dimensjonering for jordskjelv kan dermed utelates for planlagt tiltak.